

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ НАУК УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНЕ КОСМІЧНЕ АГЕНТСТВО УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ДП «АНТОНОВ»

МАТЕРІАЛИ

**ХІ МІЖНАРОДНОЇ
НАУКОВО-ТЕХНІЧНОЇ КОНФЕРЕНЦІЇ
“АВІА-2013”**

21-23 травня

Том 4

КИЇВ 2013

<i>С.М. Скребнева, В.С. Юзюк</i> УДОСКОНАЛЕННЯ СУЧАСНИХ СИСТЕМ ТЕПЛОЗАХИСТУ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД АЕРОПОРТІВ	25.52
<i>М.В. Шмуйло, В.И. Колчунов</i> РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ	25.56
<i>М.С. Барабаш, М.А. Ромашикина, Ю.М. Лимар</i> АНАЛИЗ МЕТОДОВ ОЦЕНКИ АВАРИЙНЫХ СИТУАЦИЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	25.60
<i>О.І. Оглобля, М.С. Маслов</i> УДОСКОНАЛЕННЯ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ КАНАЛІЗАЦІЙНИХ СУЧАСНИХ СПОРУД ЗАСТОСОВУЮЧИ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНІ БЕТОННІ ПУСТОТНІ ПЛИТИ БЕЗ ЗВИЧАЙНОГО АРМУВАННЯ	25.64
<i>М.Д. Князев, М.С. Барабаш</i> АНАЛІЗ ВПЛИВУ СЕЙСМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ	25.68
<i>Н.А. Костыра, Я.В. Башинский, А.А. Роман</i> ВОЗДЕЙСТВИЕ ВИБРАЦИЙ И ШУМА ОТ МЕТРОПОЛИТЕНА НА ОКРУЖАЮЩУЮ СРЕДУ	25.72
<i>Н.В. Усенко, И.А. Яковенко, Вл.И. Колчунов</i> К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ДЕФОРМАЦИЙ РАСТЯЖЕНИЯ БЕТОНА ДЛЯ РАСЧЕТА ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	25.76
<i>О.С. Крюкова</i> АНАЛІЗ ПРИЧИН РУЙНУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ СИЛОСНИХ КОРПУСІВ ТА ЇХ НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЙ	25.79
<i>О.В. Фоменко</i> РАЗВИТИЕ ПРИДОРОЖНЫХ ТУРИСТИЧЕСКИХ КОМПЛЕКСОВ В ЗОНЕ ВЛИЯНИЯ АЭРОВОКЗАЛОВ	25.83
<u>Секція 26. Технічна естетика, архітектура та дизайн</u>	
<i>О.В. Чемакіна, І.А. Лисюк</i> ФАКТОРИ ТА УМОВИ ФОРМУВАННЯ ЦЕНТРУ РЕЛАКСАЦІЇ В АЕРОПОРТУ	26.1
<i>О.В. Чемакіна, Г.Л. Ячник</i> КОМПОЗИЦІЙНІ ОСОБЛИВОСТІ ФОРМУВАННЯ ГРОМАДСЬКО-ТРАНСПОРТНИХ ВУЗЛІВ НА ПРИКЛАДІ ВУЛИЦЬ МІСТА КИЄВА	26.5
<i>О.А. Трошкіна</i> РІВНІ ВІЗУАЛЬНОГО СПРИЙНЯТТЯ АРХІТЕКТУРНОГО СЕРЕДОВИЩА	26.9

*М.Д. Князев, магістр, М.С. Барабаш, доцент
(Національний авіаційний університет, Україна, м. Київ)*

АНАЛІЗ ВПЛИВУ СЕЙСМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ

Динамічна теорія сейсмостійкості постійно удосконалюється. Удосконалюються не тільки моделі будівель, але і моделі сейсмічних впливів на них. Не менш важливим етапом у розвитку теорії сейсмостійкості було винайдення нової моделі сейсмічних впливів - спектрів коливань.

Раніше в якості моделі будівлі приймалося абсолютно жорстке тіло, а сейсмічні впливи представлялися у вигляді простих гармонійних коливань. Тепер ця спрощена модель замінена іншою - консольним стрижнем з зосередженими або розподіленими масами, що дало можливість врахувати індивідуальні динамічні властивості при коливанні будівель.

Важливим етапом у розвитку теорії сейсмостійкості було створення нової моделі сейсмічних впливів - спектрів коливань, що враховує реальний характер коливань ґрунту при землетрусі та його особливості впливу на лінійний осцилятор: зменшення амплітуд сил інерції при збільшенні періоду власних коливань. У результаті з'явилися рекомендації з проектування будинків з підвищеною податливістю вертикальних елементів.

Спектральний метод, розроблений для систем з одним ступенем свободи. Для цього скористалися моделлю методу приведення, коли пружне тіло з кінцевим або нескінченним числом ступенів свободи замінювалося лінійними осциляторами - масами, підвішеними на пружинах. Наведені маси визначаються з рівності кінетичних, а наведені жорсткості пружин - з рівності потенційних енергій пружного тіла осцилятора. Це було певним досягненням, оскільки вперше вдалося в одному розрахунку одночасно врахувати реальні моделі будівлі на сейсмічний вплив. Однак сучасний спектральний метод має ряд недоліків. Так визначення сейсмічних навантажень виконується за формулою:

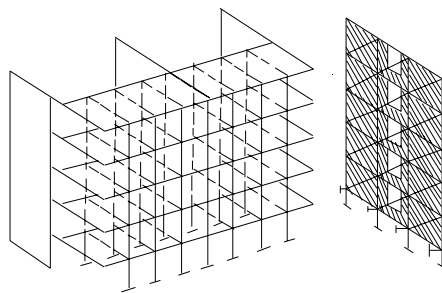
$$S_t(\chi_k) = R_c \beta_i \square_{ti}(x_k) Q_k, \quad (1)$$

$$\text{де } \square_{ti} = \frac{X_i(x_k) \sum_{k=1}^n Q_k X_l(x_k)}{\sum_{k=1}^n Q_k x_i^2(x_k)}$$

Відповідно до формули (1). до уваги беруться форми коливань, при яких перекриття переміщається поступально, як абсолютно жорсткий диск. Для багатьох типів будинків такі форми в «чистому» вигляді не існують. Формула (1) є окремим випадком більш загальних формул. Вона придатна для обчислення лише одного поступального виду коливання будівлі, що має регулярну структуру по довжині. Використання ж формули (1) для загальної

оцінки сейсмостійкості таких будівель нерідко призводить до помилки, так як інші складові сейсмічних навантажень, що не враховуються розрахунком, можуть бути того ж порядку. Так, наприклад, сейсмічні навантаження, на крайніх рамах каркаса при крутильних коливаннях, у ряді випадків перевищують навантаження, що виникають при поступальних коливаннях. Усі розрахункові формули спектрального методу отримані в припущенні нескінченно великій швидкості поширення сейсмічної хвилі. У дійсності ж швидкості і довжини хвиль змінюються в досить широких межах ($c = 100 \div 5000$ м / сек. $\lambda = 30 \div 400$ м) і вже при довжині хвилі менше 250 м необхідно розглядати питання про несинхронності руху окремих ділянок основи будівлі. Не менш важливим питанням є врахування резонансних коливань поверхневого шару ґрунту. Відомо, наприклад, що амплітуди коливань цього шару можуть в 4-8 разів перевищувати коливання корінних порід.

Просторові розрахункові моделі будівель і їх елементів. Спрощені розрахункові моделі типу консольного стрижня не відображають дійсної роботи будівлі та знаходяться в протиріччі з останніми експериментальними даними для всіх типів будинків. Тому вони повинні бути замінені просторовими розрахунковими моделями. Для каркасних будівель просторова розрахункова модель представляє собою сукупність поперечних і поздовжніх рам, вертикальних діафрагм жорсткості, сходових кліток та ліфтових шахт, з'єднаних лінійними зв'язками з перекритими. Облік моментних зв'язків не представляє принципових труднощів, але викликає невиправдане в більшості випадків ускладнення розрахунку. Маса будівлі зосереджені по висоті в рівнях перекриттів, а по довжині розподілені рівномірно. Просторова модель будівлі може бути розчленована на плоскі квазістатичні моделі вертикальних елементів на штовхаючих пружних опорах і перекриття на пружній основі двох типів - штовхаючий і підтримуючий.



Просторова розрахункова модель каркасних будівель може бути представлена у наступному математичному вигляді:

З жорсткими вузлами :

$$\delta_{11} = \frac{1}{12} (p_1 + R_1); \quad (2)$$

$$\delta_{kk} = \frac{1}{12} \left(p_k + R_k + \frac{h_k^2}{4 r_k} \right); \quad (3)$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \dots = \delta_{1n} = \delta_{n1} + \delta_{11} + \frac{h_1 h_2}{48 r_1 + 4 s_1}; \quad (4)$$

$$\delta_{k,k+1} = \delta_{k+1,k} = \dots = \delta_{kn} = \delta_{nk} = \delta_{kk} + \frac{h_k h_{k+1}}{48 r_k} \text{ при } k > 1; \quad (5)$$

$$R_1 = \frac{h_i^2}{4 r_1 + 0.33 s_1}; \quad R_2 = \frac{(h_1 + h_2)^2}{4 r_1 + 0.33 s_1};$$

s_j, r_j – сумарні погонні жорсткості стін і ригелів кожного яруса рами.

З абсолютно жорсткими ригелями :

$$\delta_{kk} = \sum_{j=1}^k \frac{h_i^2}{12 s_j} \quad (6)$$

$$\delta_{k,k+1} = \delta_{k+1,k} = \dots = \delta_{kn} = \delta_{nk} = \delta_{kk} \quad (7)$$

Рамні конструкції з заповненням :

$$\delta_{kk} = \sum_{j=1}^k \frac{h_i^2}{12 s_j + f_j} \quad (8)$$

$$f_j = \sum_{a=1}^{n_1} (h F G_{\Gamma np})_{ja} \quad (9)$$

Де h, F, G, γ_{np} – відповідно висота, площа в плані, модуль зсуву матеріалу і коефіцієнт проїмності a -й панелі заповнення, виготовляються по всім панелям j -го поверху, розташованого в площі дії на j -м поверсі.

Власні числа та форми коливань визначилися у програмному комплексі ЛІРА-САПР. Розрахунки були виконані для заданих н усереднених мас, зосереджених по рівнях міжповерхових перекриттів.

Дослідженнями встановлено, що форми зсувів таких складних статичних невизначених стрижневих систем, якими є поперечні рами. - це, перш за все, зсувне. як для складеного консольного стрижня. При збільшенні поверховості, наприклад, вище десяти, все більше починають проявляться згинні форми.

Перекриття. Експериментальні дослідження горизонтальної жорсткості монолітних перекриттів нечисленні. Проводилися статичні і динамічні випробування в своїй площині моделей монолітних, збірних залізобетонних і дерев'яних перекриттів. Вони показали, що жорсткість збірних перекриттів істотно залежить від способу сполучення їх елементів. У першому наближенні збірність перекриттів може бути врахована введенням в розрахунок умовного модулі пружності $E' = p E_n$, де E_n -нормативний модуль пружності бетону монолітного перекриття; p - коефіцієнт, враховуючий збірність перекриттів.

Для збірного перекриття, замоноличеного за допомогою шпонок з наступним заливанням швів розчином. $p = 1/15$, для збірного перекриття з обв'язкою по периметру $1/32$

Теоретичні та експериментальні дослідження горизонтальної жорсткості збірних залізобетонних перекриттів проводились а Одеському

інженерно-будівельному інституті (В. Ф. Тачков, А. И. Сапожников, А. С. Михайлов). Випробувалися збірні перекриття із вузьких плит, об'єднаних в загальну плиту за допомогою замоноличування їх по контуру за допомогою обв'язки.

Висновки

Підсумки досліджень показали, що в розрахункових моделях збірні перекриття не можна приймати у вигляді суцільної системи типу високих балок або балок-стінок. Модель їх у вигляді складеної балки, працюючої на вигин та зрушення, ближче відповідає дійсній роботі. Вона зручна для розрахунків, якщо жорсткість її в своїй площині характеризувати двома величинами $E'I$ і $G'F$, де E і G' - умовні модулі пружності.

Список літератури

1. ДБН В .1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины.
2. СНиП 2-03.01-83. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1983. – 89с.
3. Сейсмический риск и инженерные решения. Под ред. Ц. Ломнитца и Э. Розенблюта. Пер. с англ. М.М. Мешкова, Б.Г. Слепцованедра, 1981. -376с.